

高靱性袖壁パネルのエネルギー吸収能力による地震応答低減効果

THE REDUCTION EFFECTS OF SEISMIC RESPONSE OWING TO THE ENERGY ABSORPTION OF HIGH DUCTILITY WING WALL PANELS

井 上 圭 一 *

Keiichi INOUE

In previous study, an idea of hybrid column system which consists of strong column and weak wing walls as energy absorption elements was proposed. The idea is as follow; the column with wing walls is so rigid to the horizontal drift, and the weak wing walls generate multiple cracks earlier at small deformation and absorb much energy. Eventually the column with wing walls does not response so much in horizontal displacement, and it survives damage. This paper shows the earthquake response analyses to verify the idea of the hybrid system. It was confirmed that the earthquake displacement response could be much reduced by the wing walls that work as a response control device.

Keywords : energy absorption, seismic response, energy response, wing wall, PCa panel

エネルギー吸収、地震応答、エネルギー応答、袖壁、PCa パネル

1. はじめに

建物の耐震設計における原則は、人命や財産などを守るため倒壊を防ぐことと、居住性や2次部材の健全性を守るために変形が大きくなることを防ぐことである。現在では、建物の長寿命化、省エネルギー化の観点も無視できず、また地震後も建物を継続的に使用することの要求から、機能維持、修復性という観点も重要になっている。大地震時には建物の骨組の塑性化を許容して、粘り・変形能力で耐震性能を発揮するようないわゆる狭義の耐震構造では、大地震後の機能維持、修復性の要求を満足することは困難であり、要求に応じて免震構造や制振構造の採用などが検討される。

1968 年竣工の霞が関ビルでは、プレキャスト RC スリット壁がパッシブ制振部材の考え方で採用されている。これは、小さい変形時には剛性が高く中地震動や強風時に建物の変形を抑え、大地震時には小亀裂が分散して変形を抑制しながら追随性が発揮され、大地震で亀裂が多く発生すれば、場合により交換することが考えられていた。¹⁾ 現在では、種々のパッシブ制振構造が開発され、実際に採用されている。²⁾ 主として鉄骨構造を対象に、小さな剛性で弾性挙動をする柔要素と大きな剛性で弾塑性挙動をして地震入力エネルギーを吸収する剛要素によって構成される柔剛混合構造についての研究も進められている。³⁾⁴⁾⁵⁾ など

コンクリート系部材を用いた制振部材に関する研究も行われており、PVA 繊維を混入した高靱性型セメント系複合材料を用いた制振デバイスに関する実験的研究⁶⁾、鋼繊維と合成繊維を混入したハイブリッド型繊維補強セメント系複合材料を用いたエネルギー吸収部材を並列配置しそれを充填材で結合し、多段階に破壊する機構により剛性・耐力を調整でき、履歴減衰効果を有するエネルギー吸収壁についての研究⁷⁾、高靱性セメント系複合材料(HPRCC)を用い

た、従来の RC 柱部材に比べて極めて高いせん断応力を負担しつつ部材角で 10%に及ぶ大きな変形能を有し且つ軸力も負担できるようなダンパー部材に関する実験的研究及び FEM 解析⁸⁾などが行われている。

文献 9)10)では、変形能力・エネルギー吸収能力を持たせた制振袖壁を設けた袖壁付 RC 柱部材の構造特性に関する研究が行われている。RC 構造などで用いられる袖壁付柱は、他の独立柱に比べ剛性、耐力が向上するため、そこにせん断力が集中し、柱部材に脆性的なせん断破壊を発生させる可能性が高くなる。しかしながら、建築計画上も使用される袖壁部分で、剛性と耐力が高いことにより変形の小さい段階で損傷を受けながらエネルギーを吸収できれば、柱部材の変形を制御できうる有効な制振構造となると考え、それを RC 部材として検証している。

この考え方を応用し制振袖壁を PCa パネルにすれば、鉄骨構造にも適用が可能であり、また、既存建物の耐震補強にも使用が容易となる。また、制振袖壁パネルを簡便に交換できるようにしておけば、構造物の長寿命化、修復性の観点からも望ましい。その場合、制振袖壁を PCa パネルにした場合の検証が必要となる。また、制振袖壁はエネルギー吸収能力を有するだけでなく、耐力、初期剛性が上がり、PCa パネルが損傷を受ければその力学特性は時々刻々変化することになるため、どれほど有効な応答制御が可能かについては地震応答解析からの検証が必要である。本研究では、制振袖壁構造が地震応答の制御システムとしてどれくらい有効であるか、効果的な応答制御システムになる条件について考察することを目的とする。本論文は、PCa パネル、接合部のディテール改善、実大スケールでの実験による応答制御効果の確認、設計方法の確立につなげるためのステップとする。

* 福井大学 大学院工学研究科 講師・博士(工学) Senior Assistant Professor, Graduate School of Engineering, University of Fukui, Dr. Eng.

本論文では、筆者らが行った制振袖壁付柱の載荷実験の結果の一部を示し、その実験結果を参考とし仮定した復元力特性を用いた時刻歴応答解析を行い、制振袖壁による建物の地震応答性状について検討する。本論文は、文献 11)12)13)に発表した内容を再整理、加筆した内容を含んでいる。

2. 本研究で対象とする構造システムの概要

本研究で対象とする構造システムの概要について、文献 9)10)の内容に袖壁を PCa パネルとした場合についても説明を追加してまとめる。概要を図 1 に示す。

袖壁には低強度のコンクリートを用い、その袖壁には低降伏鉄筋を配筋しておく。コンクリートには繊維材料を混入させ袖壁にひび割れ発生後の変形能力を持たせる。変形の小さい段階で、剛性の高い袖壁部分にのみ多数のせん断ひび割れを発生させる。袖壁にせん断ひび割れが広い範囲で生じることで、袖壁内部の低降伏鉄筋の降伏による履歴エネルギー吸収を期待する。以降、本論文では、このタイプの袖壁を「制振袖壁」として表す。柱部材は、独立柱として変形能力の高いものとして設計しておけば、袖壁部分にせん断ひび割れが入る程度の変形では、修復不可能なほどの損傷は生じない。したがって、袖壁に損傷が生じるような地震動を受けても、袖壁部のみ修復すればよく、その結果、建物の長寿命化、修復性の向上が期待できる。大地震後の修復しやすさを考慮に入れ、袖壁は PCa パネルとして作成して、設置、交換が可能となる構造システムにしておくことが望ましいと考えている。本構造システムは、想定以上のレベルの地震動が作用した場合でも、変形性能の高い柱部材によるフェイルセーフが期待できることになる。

他の制振デバイスと比較すると、制振袖壁を採用することで、(1)剛性・耐力の向上、調整が容易となる、(2)建築計画上も必要な袖壁を制振部材として利用できる、(3)エネルギー吸収の効率を上げるには材料強度が低いことが望まれるので、産業廃棄物の再利用なども比較的容易となる可能性がある、(4)その結果コストも低くできる可能性がある、などの特徴がある。

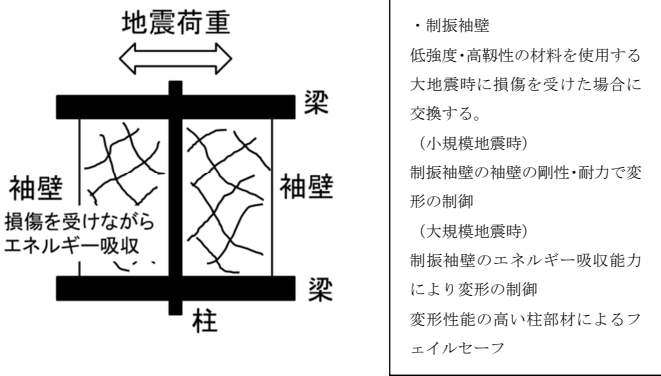


図 1 制振袖壁構造の概要

3. 載荷実験

3. 1 試験体と載荷試験の概要

文献 12) に示した載荷実験について整理して概要を示す。PCa パネルとした制振袖壁を鉄骨柱に接合した試験体を作成して載荷実験を行った。制振袖壁の効果、破壊性状などの構造特性の概要を知る

ために、縮小模型を作製した。表 1 に試験体一覧を示す。S-C 試験体は、比較用の試験体であり、袖壁のない鉄骨柱のみの試験体である。S-0.67 は袖壁パネルの横筋比が 0.67% となる試験体である。袖壁パネルのモルタル強度は 10.48 N/mm²、パネル内の低降伏点鉄筋の降伏強度は 129.4 N/mm² であった。鉄筋は、付着力を確保するために M4 を用いており、その降伏点を低下させるために焼きなまし処理を行った。図 2 に S-0.67 試験体の概要図を示す。柱には□-50×50×4.5 の角型鋼管を用い、その両側に PCa 制振袖壁パネルを接合する。図 2 の左側に壁筋の配筋図を示し、右側に制振袖壁パネルに埋め込んでいる繊維グリッドを示す。本試験体では、鋼材の構造躯体と PCa 袖壁パネルの接合部は極簡便な方法を用いた。具体的には、鉄骨構造躯体に鋼材で作成したコッターを接着剤で貼り付け、PCa 袖壁パネルの作成時には型枠に凹凸を作っておきコッターを設け、躯体とパネルの隙間に無収縮モルタルを充填することで接合した。現実的には、接合筋などによる接合が必要になると考えているが、ここでは、縮小模型であるため構造性能を把握することを重視し、コッターのみによる簡便な接合方法とした。なお、接着剤として、曲げ強さ 40 N/mm² 以上、引張強さ 30 N/mm² 以上、引張せん断強さ 10 N/mm² 以上の規格であるエポキシ樹脂を用いた。

表 1 試験体一覧

試験体名	柱部材			袖壁パネル		
	断面 (mm)	せん断スパン比	降伏強度 (N/mm ²)	横筋比 (%)	繊維グリッド量 (g/m ²)	圧縮強度 (N/mm ²)
S-C	□-50×50×4.5	4.0	441.0	—	—	—
S-0.67	□-50×50×4.5	4.0	441.0	0.67	260	10.48

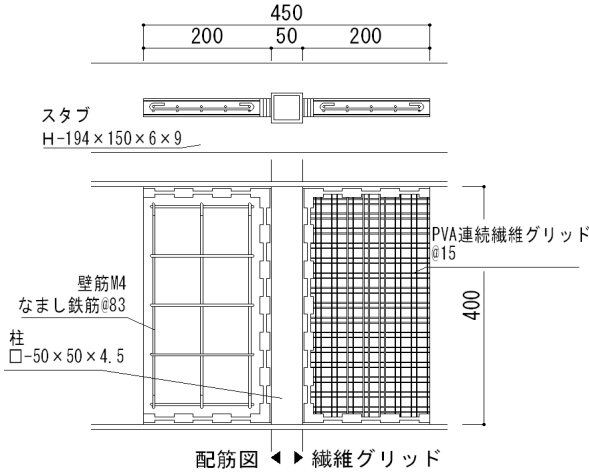


図 2 試験体概要図 (S-0.67)

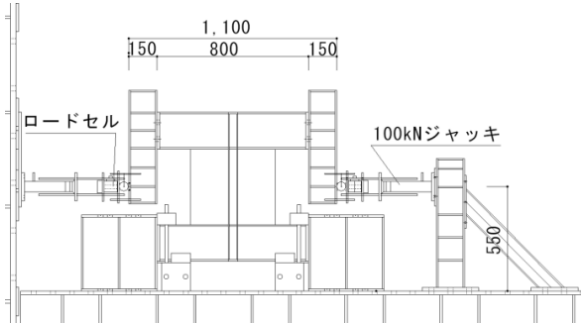


図 3 載荷装置

図3に載荷装置を示す。加力方法は試験体高さ中央に水平力を生じさせた正負交番繰り返し載荷とした。本実験では、軸力を用いていない。制振袖壁はパネルとして後付けをすることを想定しているため、基本的な袖壁パネルの性状を確認するためには軸力の影響は小さいと考えている。水平力は、柱の部材角 0.2/100 から 1.0/100 まで 0.2/100 刻みになるように、正負 2 回ずつ作用させた。

3. 2 実験結果(水平力-変位関係)

表2に実験結果一覧を示し、図4に水平力-相対変位関係を示す。図4中、実線は第1サイクルの載荷実験の結果、点線は第2サイクルの結果である。図4より、S-C 試験体は、載荷試験を行った範囲では、ほぼ線形弾性の性状を示すことが分かる。一方、制振袖壁パネルを有する S-0.67 試験体は、S-C 試験体に比べ、初期剛性、耐力が大きくなり、履歴エネルギーを吸収しながら、原点指向性を有するような履歴ループを描くことが分かる。載荷試験終了後の残留変形もごく小さい。

袖壁部分の復元力特性について検討するために、荷重変形関係において、S-0.67 試験体と S-C 試験体の水平力の差を求め、それを袖壁部分の負担する水平力として考える。その結果を図5に示す。図4と同様に、図5中の実線は第1サイクルの載荷実験の結果、点線は第2サイクルの結果である。スリップ性状を有し、ループ面積は、第2サイクルでは多少小さくなることが分かる。また、正側、負側の載荷でも袖壁部の最大耐力がおよそ 0.8/100 の変形時に生じているが、その後の荷重の低下は若干であり、十分に変形能力を有していることが分かる。図6に、S-0.67 試験体の部材角 1/100 の載荷終了時のひび割れ図を示す。袖壁の対角線上にせん断ひび割れが生じていることが分かる。袖壁縮小模型実験により、本試験体のように、簡易的な接合部を設けた試験体でも、袖壁部にせん断ひび割れが生じ、本研究で検証される構造システムの概略的な構造性状を確認できた。エネルギー吸収の観点からは、袖壁の広い範囲にせん断ひび割れが生じることが望ましい。そのために、スリップ性状の改善も合わせて、接合部の改良が必要であると考えている。その点については、今後の課題とする。

4. 制振袖壁付柱を有する建物の応答解析の概要

4. 1 解析モデルのモデル化

本研究では、制振袖壁付構造の地震応答性状を把握することが目的であり、簡単な解析モデルを仮定して地震応答解析を行うこととする。具体的には、建物の上部構造を基礎固定の1質点系に置き換えて、柱部の復元力特性を表すばねと制振袖壁部の復元力特性を表すばねの2つの並列ばねを有する解析モデルとする。それぞれのばねで表される耐力を主なパラメータとする。解析モデルとして3層(各層高4m)の建物を想定し、文献14)と同じ条件で重心高さを求めると、933(cm)となる。解析モデルの質量は180tonとして解析を行う。制振袖壁の有無、又は制振袖壁の耐力を変化させた場合でも、すべての場合で質量は同じものとした。

本研究では、大地震時に許容する建物の層間変形角として 1/100 を基準とすることにする。本研究における応答解析では、P-Δ効果は無視している。今後、さらに大きな地震動レベルが入力された場合の検討、変形が大きい範囲で制振袖壁の耐力が低下するような場合の検討なども行う場合には、P-Δ効果を考慮した地震応答解析を

表2 実験結果一覧

試験体名	せん断ひび割れ発生		最大耐力		最大耐力時の変位	
	kN	mm	kN	kN	mm	mm
S-C	—	—	26.86	-24.26	4.17	-4.08
S-0.67	27.09	0.88	58.11	-60.55	3.36	-4.07

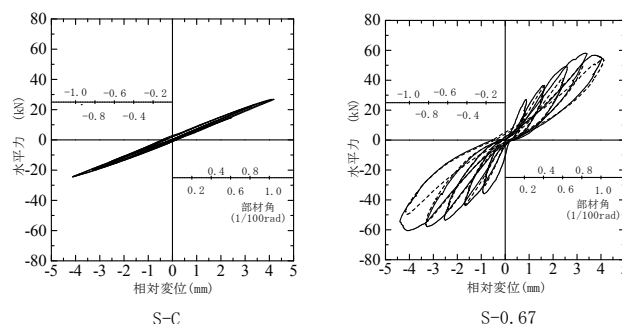


図4 荷重変位関係

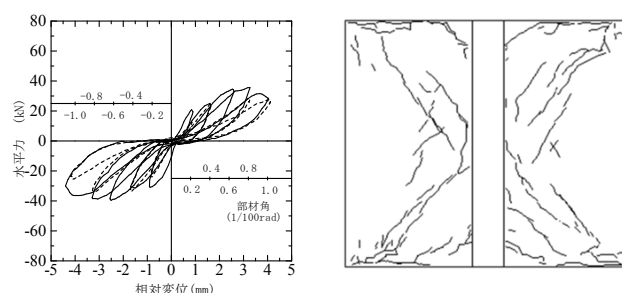


図5 袖壁部荷重変位関係

図6 ひび割れ図(1/100 変形終了時)

行う予定である。

4. 2 粘性減衰

粘性減衰については、柱部に対して瞬間剛性比例型の減衰を仮定し、初期剛性に対して 5%とした。

本研究では制振袖壁を設けることによる粘性減衰は考慮しないこととした。制振袖壁部には履歴減衰を期待しており、また、制振袖壁の有無や量による地震応答の比較の上で粘性減衰の違いの影響を避けるためである。

4. 3 復元力特性

柱部の復元力特性としては、本研究ではバイリニア型を仮定した。降伏後剛性比は、初期剛性に対して 1/100 を仮定した。

制振袖壁の復元力特性については、筆者らも文献15)でFEM解析を行っているが、今後も実験的、解析的な研究を蓄積していくことが必要である。本研究では、3章で示した実験結果などを参考に仮定したモデルを使用した。文献11)12)13)でも用いているモデルであり、簡便なモデルであるが大まかな応答性状についての検討は可能と考えられる。図7にその概要を示す。載荷実験では、袖壁パネルをPCa化し、躯体との接合部にコッターのみによる接合部が損傷したことが影響したと考えられるスリップ性状が見られるため、それを復元力特性モデルに取り入れている。ひび割れ発生(図中C点)による剛性低下を考え、降伏点(図中Y点)までは、繰り返し荷重時には原点指向型とした。降伏点以降は、降伏後剛性を0とした。降伏点以降で逆方向に変形する場合は、戻り剛性の低下(図中 k_1 の剛性)を考慮し、降伏時剛性 k_2 と塑性率 μ により $k_2/\sqrt{\mu}$ として求

める。塑性率 μ は、正負それぞれの最大変位を降伏変位で除した値を使用した。降伏変形以降、スリップ時に逆方向に変形が進む場合と(図中 k_3 の剛性)と負方向から正方向(逆も同様)に変形が進む場合には、最大変位(図中M点)を指向するとした。

載荷実験では、図5に示すように袖壁部の復元力の低下がごくわずかに見られるが、本論文では、大地震時に対して、応答変位を1/100以内に収めることを基準と考えており、応答解析の上でも復元力の低下を考慮せず、袖壁パネルは変形能力が十分にあるものと仮定した。袖壁パネルをより高靱性化すること、プレキャスト袖壁パネルと躯体部との接合部を改良することで、最大耐力以降の剛性低下をさらに小さくできると考えている。

また、本研究の対象として、制振袖壁は大きく損傷する範囲の解析とするため、袖壁部の初期剛性の影響は小さいと考え、制振袖壁部の剛性は解析パラメータとせず、袖壁部耐力に着目した。本解析では、すべてのケースに対して袖壁部の降伏時剛性(図7中 k_2)から得られる固有周期を、解析を行う柱部の固有周期の1/3となるとした。これは3章で示した実験結果を参考に剛性の値を決めて仮定したものである。本研究における解析の仮定では、柱部の固有周期が同じ場合、制振袖壁部の耐力によらず、剛性は一定とした。本研究で対象とするような制振袖壁についての耐力と剛性の評価・調整については、別途検討する必要がある。また、袖壁部のひび割れ荷重は、降伏荷重の1/3とし、ひび割れ変位を降伏時変位の1/10と仮定した。

上記の仮定から、柱部の降伏変位 δ_{yc} 、袖壁部の降伏変位 δ_{yw} 、袖壁部のひび割れ変位 δ_{cw} は以下のように表せる。

$$\delta_{yc} = \frac{T^2 C_{yc} g}{4\pi^2} \quad (1) \quad \delta_{yw} = \frac{T^2 C_{yw} g}{36\pi^2} \quad (2) \quad \delta_{cw} = \frac{T^2 C_{yw} g}{360\pi^2} \quad (3)$$

ただし、T: 柱部の固有周期、 C_{yc} : 柱部の降伏ベースシヤー係数、 C_{yw} : 袖壁部の降伏ベースシヤー係数、g: 重力加速度である。

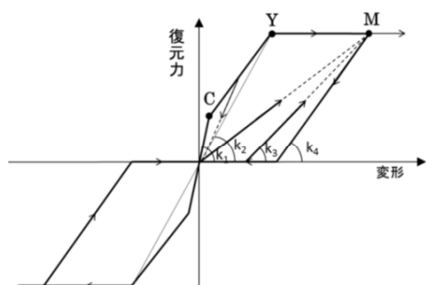


図7 袖壁部の復元力特性モデル

4. 4 入力地震動と応答解析

本研究においては、標準的な入力地震動¹⁶⁾を使用することとし、レベル1、レベル2の地震動を考慮してBCJ-1とBCJ-2を入力地震波とした。図8(a)に速度応答スペクトル(粘性減衰定数5%)、図8(b)に弾性系入力エネルギースペクトル(粘性減衰定数10%)を示す。

応答解析においては、Newmarkの β 法($\beta=1/6$)を使用して数値積分を行った。本研究では、最大応答変位とエネルギー応答の観点から検討を行う。

4. 5 解析で仮定した固有周期と降伏変位

柱部の固有周期として、 $T=0.2s, 0.4s, 0.6s, 0.8s, 1.0s$ の5ケ

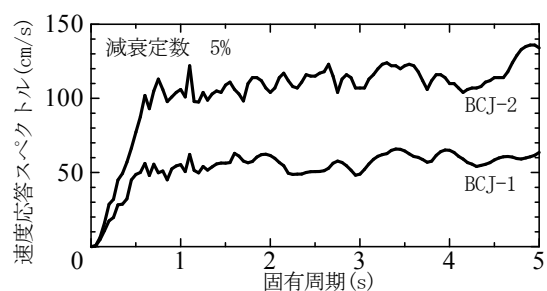


図8(a) 入力地震動の速度応答スペクトル

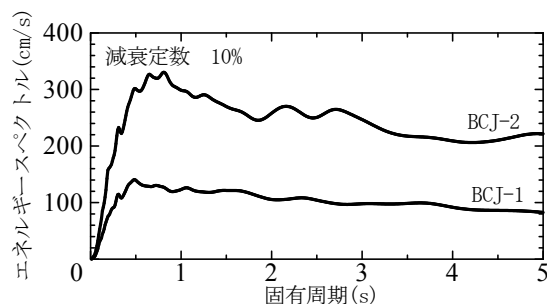


図8(b) 入力地震動の弾性系エネルギースペクトル

ースを仮定しパラメータとした。低層建物を想定した割には長い固有周期まで仮定しているが、本研究では、通常のラーメン構造より剛性が小さく変形性能が大きい柱部材とし、袖壁部分で初期剛性とエネルギー吸収能力を与えるような構造形式の可能性も意識して固有周期を設定した。

表3に固有周期を示す。「袖壁無」は柱部のみの構造に対する固有周期であり、制振袖壁のひび割れ前の初期剛性を使用した固有周期と制振袖壁の降伏時剛性を使用して算出した固有周期を示す。袖壁剛性の仮定については、4. 3に示したように仮定しており、袖壁無時と袖壁付時では固有周期の違いがかなり大きくなる。本研究では、大地震時における袖壁の初期剛性による地震応答の影響については大きくないと考え、袖壁パネルによるエネルギー吸収能力を検討することを主とし耐力をパラメータとしている。袖壁パネルによる建物の剛性の影響については、継続して検討していきたい。

柱部の降伏ベースシヤー係数 C_{yc} 、袖壁部の降伏ベースシヤー係数 C_{yw} とも0.25としたとき、 $T=0.2s, 0.4s, 0.6s, 0.8s, 1.0s$ に対し、柱部、袖壁部の降伏変位 δ_{yc} 、 δ_{yw} は、4. 3の(1)(2)式より、 $\delta_{yc}=0.248cm, 0.993cm, 2.23cm, 3.97cm, 6.21cm$ 、 $\delta_{yw}=0.0276cm, 0.110cm, 0.248cm, 0.441cm, 0.690cm$ となる。それぞれ降伏ベースシヤー係数に比例する。袖壁部のひび割れ変位 δ_{cw} は、 δ_{yc} の1/10であり、今回の解析モデルの仮定では、変位の小さい段階で袖壁部はひび割れ、降伏が生じることが分かる。

表3 固有周期

袖壁無時 (s)	袖壁付時 (初期剛性) (s)	袖壁付時 (降伏時剛性) (s)
0.2	0.036	0.063
0.4	0.072	0.126
0.6	0.108	0.190
0.8	0.144	0.253
1.0	0.180	0.316

なお、参考までに、BCJ-2 の地震波形を与える速度応答スペクトル ($h=5\%$)¹⁶⁾ に、 $1/\omega$ (ω : 固有円振動数) を乗じることで擬似的に弾性応答変位を算出すると、 $T=0.2s, 0.4s, 0.6s, 0.8s, 1.0s$ に対し、 $1.01cm, 4.05cm, 9.12cm, 12.7cm, 15.9cm$ となる。

4. 6 仮定した制振袖壁部の復元力特性の確認

本研究の地震応答解析において、制振袖壁部の復元力特性として、図 7 に示したものをを用いる。仮定した復元力特性による応答解析の例を示す。

解析例として、柱部の固有周期を $T=0.6s$ 、柱部は弾性、制振袖壁のベースシヤー係数を 0.2 とした場合の解析結果を示す。入力として (i) BCJ-1 と (ii) BCJ-2 を用いた場合の層せん断力係数と変位の関係を、それぞれ図 9 と図 10 に示す。①柱部、②制振袖壁部、③柱部 (①) + 制振袖壁部 (②) を示す。図 9、図 10 のそれぞれにおいて①②③の縦軸、横軸のスケールは共通している。

図 9、10 より、ほぼ図 4、図 5 に示した実験結果を模擬するような復元力が得られていることが確認できる。また、4. 1 で述べたように建物モデルの重心高さを $933cm$ とすると、図 9 より、BCJ-1 を入力した場合の層間変形角は約 $1/434$ 、図 10 より BCJ-2 を入力した場合の層間変形角は約 $1/167$ である。

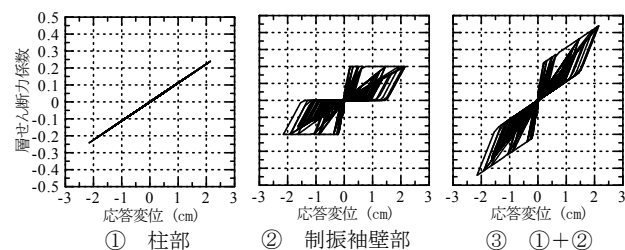


図 9 層せん断力係数と応答変位 (BCJ-1)

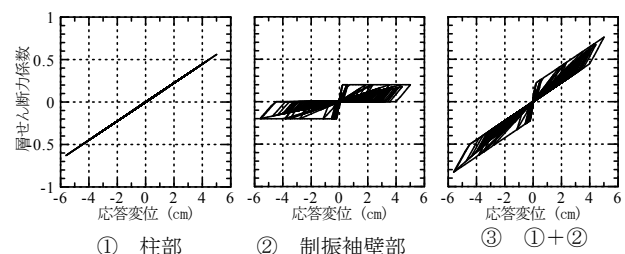


図 10 層せん断力係数と応答変位 (BCJ-2)

5. 地震応答解析

5. 1 柱部弾性とした地震応答解析

5. 1. 1 最大応答変位とベースシヤー係数

柱部は弾性と仮定し、制振袖壁を設置した場合の解析を行う。制振袖壁の耐力をパラメータとし、降伏ベースシヤー係数を $0 \sim 0.25$ の範囲で、 0.05 ごとに変化させる。入力地震動は、BCJ-1 とする。本解析より、中地震動における制振袖壁の地震応答低減効果について検討する。

図 11 に、横軸に制振袖壁のベースシヤー係数、縦軸に最大応答変位を、各柱部の固有周期ごとについて示す。図 12 は、制振袖壁による応答変位低減の割合を示すため、それぞれの固有周期の結果に対して、袖壁無の場合の最大応答変位で基準化して図示している。

図 11、12 より、 $T=1.0s$ のモデルに対しては制振袖壁のベースシ

ヤー係数を $0.15 \sim 0.25$ の範囲において制振袖壁の耐力が増すに従い微増しているが、全体としてみると、制振袖壁の耐力を増すに従い最大応答変位が減少する傾向があることが分かる。応答変位を基準化した図 12 から、袖壁部のベースシヤー係数が 0.1 までは、グラフがほぼ直線状になるように応答変位が低減されており、その割合は固有周期によらず同様の傾向がある。制振袖壁のベースシヤー係数が 0.1 のときに、袖壁無時に比べ、応答変位は 30% 程度低減されている。袖壁のベースシヤー係数が 0.15 以上では、固有周期によってばらつきが生じているが、固有周期が短い場合ほど応答低減が大きくなっている。

袖壁部のベースシヤー係数の違いによる制振効果の評価のため、図 13 に、横軸に袖壁部ベースシヤー係数、縦軸に柱部と袖壁部のベースシヤー係数の和として示す。柱部の固有周期が短い $T=0.2s, 0.4s$ の場合には、袖壁部のベースシヤー係数が大きくなるに従い、縦軸の値が小さくなる傾向があることが分かる。 $T=0.6s$ では、袖壁部のベースシヤー係数の違いによるベースシヤー係数の和の変化は小さい。 $T=0.8s, 1.0s$ では、袖壁部のベースシヤー係数が大きくなるほど、縦軸のベースシヤー係数が大きくなる傾向がある。柱部の固有周期によって傾向が異なることが示せたが、種々の条件ごとに定量的に最適な袖壁部のベースシヤー係数を示すことについては、今後続けて検討していきたい。

5. 1. 2 地震エネルギー

図 14 に地震入力エネルギーを示す。図 15 には、地震入力エネルギーを袖壁無時の値で基準化して示す。本解析結果では、固有周期が短い $0.2s, 0.4s$ の時には、制振袖壁ベースシヤー係数が大きくなるに従い、入力エネルギーが低減する傾向がみられる。この場合は、制振袖壁が増え剛性が大きくなることにより応答変位が小さく相対的に振動周期が短くなっている影響があるものと考えられる。固有周期 $0.6s, 0.8s, 1.0s$ では、袖壁部のベースシヤー係数によらず、入力エネルギーはほぼ一定に近く、図 15 からは、入力エネルギー

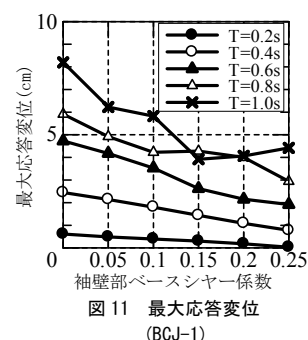


図 11 最大応答変位 (BCJ-1)

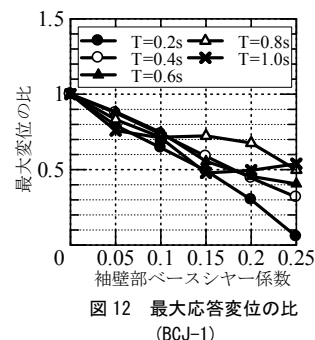


図 12 最大応答変位の比 (BCJ-1)

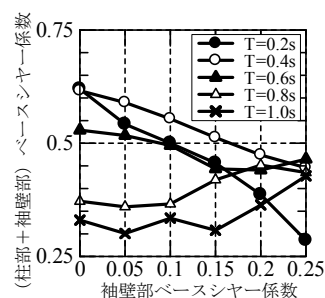


図 13 (柱部+袖壁部) ベースシヤー係数 (BCJ-1)

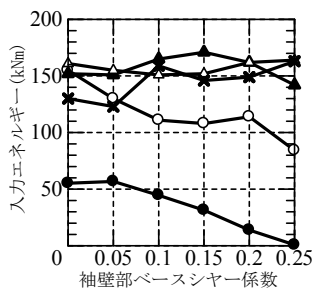


図 14 地震入力エネルギー (BCJ-1)

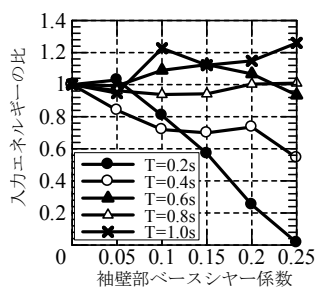


図 15 地震入力エネルギーの比 (BCJ-1)

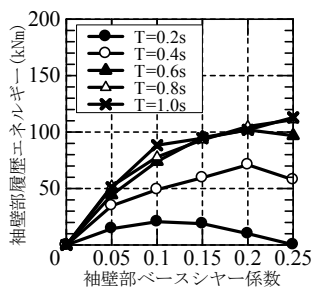


図 16 袖壁部履歴エネルギー (BCJ-1)

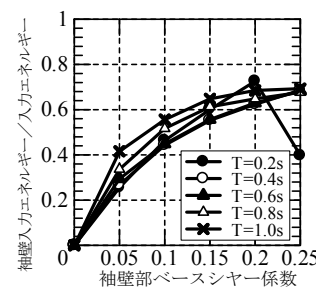


図 17 袖壁部履歴エネルギーと入力エネルギーの比 (BCJ-1)

の比が 1.0 を超える場合が多いことも分かる。つまり、固有周期が 0.6s 以上については入力エネルギーが一定あるいは増加しても、図 11、12 で示したように、応答変位は低減されていることが分かる。

図 16 に、制振袖壁のベースシヤー係数と袖壁部における履歴エネルギーの関係を示す。この図から、制振袖壁のベースシヤー係数が大きくなるに従い、袖壁におけるエネルギー吸収量が大きくなる傾向があることが分かる。これより、制振袖壁のベースシヤー係数が大きくなるに従い、入力エネルギーがほぼ一定、または増加する場合でも、制振袖壁の履歴エネルギー吸収により応答変位が低減していると考えられる。固有周期が短い場合については、制振袖壁のベースシヤー係数の増大に伴い剛性、耐力が大きくなる影響により、袖壁の塑性変形が小さくなり、履歴エネルギーも小さくなる傾向がある。制振袖壁のベースシヤー係数が大きくなると、履歴エネルギー吸収と、剛性、耐力による応答低減効果の両方があることが示された。

図 17 には、制振袖壁部の履歴エネルギーを図 14 に示した入力エネルギーで基準化したものを示す。この値は固有周期の違いによる差は小さく、袖壁部ベースシヤー係数が大きくなるに従い、袖壁部履歴エネルギーの割合が大きくなるという傾向があることが分かる。袖壁履歴エネルギーと全体入力エネルギーの比は、袖壁部のベースシヤー係数を 0.10 とした場合には、袖壁の履歴エネルギーは入力地震エネルギーの 50%程度となる。地震応答エネルギーの観点から、制振袖壁を設けることにより地震入力エネルギーが増加する場合でも、制振袖壁の履歴エネルギーの増加の割合の方が大きく、応答低減効果は十分に期待できるものと考えられる。図 16、17 において、固有周期 $T=0.2s$ の袖壁ベースシヤー係数 0.25 の時に小さな値となり異なる傾向を示すが、この場合、制振袖壁は降伏していない。

5. 2 柱部の弾塑性性を考慮した地震応答解析

柱部の復元力特性としてバイリニア型を仮定し、柱部のベースシヤー係数を 0.25 とした解析を行う。5. 1 と同様に、袖壁部のベー

スシヤー係数は、0～0.25 まで、0.05 間隔で変化させた解析を行う。

制振袖壁による応答低減効果について比較して検討するために、「柱部ベースシヤー係数 0.25 + 袖壁部ベースシヤー係数 0～0.25」とベースシヤー係数が等しい「袖壁無し柱部のみ」の解析も行う。つまり、袖壁無モデルのベースシヤー係数 0.25～0.5 まで 0.05 間隔の解析を行う。以下、「柱部 + 制振袖壁部」を「制振袖壁モデル」、「柱部」を「袖壁無モデル」とする。制振袖壁モデルについて袖壁ベースシヤー係数 0 のときは、「袖壁無モデル」ベースシヤー係数 0.25 の時と同じモデルである。周期特性は異なるため、単純な比較は困難ではあるが、2つのモデルの比較によってトータルとしてのベースシヤー係数が等しいモデルの応答性状について比較する。

5. 2. 1 最大応答変位と塑性率

(1) BCJ-1

BCJ-1 を入力した場合について、応答変位の観点から制振袖壁による応答低減効果について検討する。

図 18 に、(i)には制振袖壁モデル、(ii)には袖壁無モデルの結果を示す。横軸は、それぞれ制振袖壁部、柱部ベースシヤー係数であり、縦軸は最大応答変位を示す。(i)から、制振袖壁部ベースシヤー係数を増加させると応答変位は減少していく傾向がある。一方、(ii)で示す袖壁無モデルの場合には、ベースシヤー係数を大きくしても、固有周期によらず、最大応答変位は小さくならずにほぼ一定に近い傾向を示す。なお、 $T=0.8s$ のベースシヤー係数 0.4 以上、 $T=1.0s$ のベースシヤー係数 0.35 以上のときは、弾性応答となっている。

図 19 に、(i)制振袖壁モデルと(ii)袖壁無モデルの最大応答変位とベースシヤー係数 0.25 の袖壁無モデルの最大応答変位の比を示す。(i)(ii)より、固有周期の異なるモデルについての低減効果にばらつきがあり、5. 1. 1 で示した結果よりもばらつきが大きくなる。(i)で袖壁ベースシヤー係数が大きくなるに従い、応答変位は低減される傾向は見られるが、 $T=0.6s$ については、1 を超える場合がある。(ii)袖壁無モデルではベースシヤー係数を増加させることについての応答変位の低減効果は(i)制振袖壁モデルよりも小さく、最大応答の比が 1 を超えている場合もある。図 21 に、図 19(i)と(ii)の比、つまり、制振袖壁モデルと袖壁無モデルのトータルのベースシヤー係数が等しい場合の最大応答の比を示す。ベースシヤー係数が大きくなるに従い、制振袖壁モデルの応答低減効果が大きく表れ、応答変位に関しては、柱部の強度を増すよりも制振袖壁が応答低減するために有効であると言える。

図 20 に、ベースシヤー係数と「柱部の塑性率」を示す。制振袖壁モデルは柱部の降伏ベースシヤー係数が 0.25 と固定されており、柱部の塑性率の算出に用いる降伏変位は、制振袖壁のベースシヤー係数によらず同じである。袖壁無モデルでは、降伏変位はベースシヤー係数に比例する。(i)の制振袖壁モデルは、袖壁部のベースシヤー係数が 0.2 以上では、固有周期によらず、柱部はほぼ弾性範囲の応答になっていることが分かる。(ii)の袖壁無モデルでもベースシヤー係数を大きくするに従い塑性率は小さくなるが、(i)と比較すると、若干大きくなっていることが分かる。図 22 に、図 20 の(i)(ii)の比、つまり、制振袖壁モデルと袖壁無モデルのトータルのベースシヤー係数が等しい場合の塑性率の比を示す。 $T=0.8s$ の解析では、1 を上回ることもあるが、全体的には塑性率の観点からも、制振袖壁モデルの方が、応答低減効果があると言える。

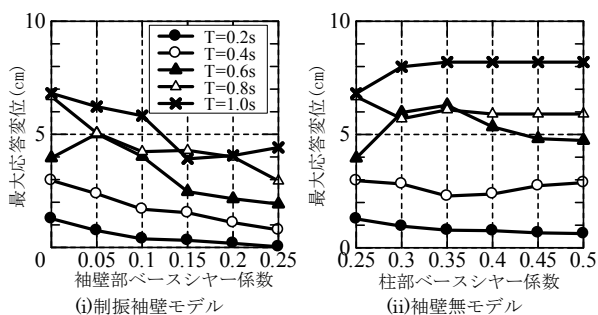


図 18 最大応答変位 (BCJ-1)

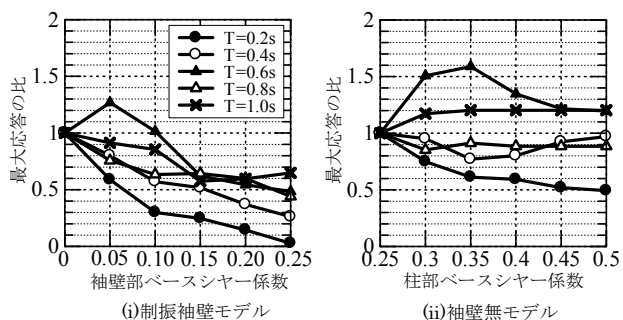


図 19 最大応答の比 (BCJ-1)

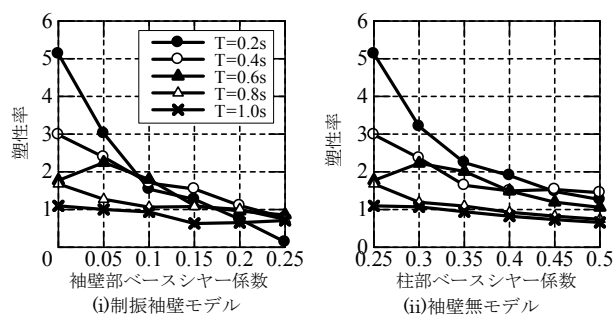


図 20 柱部の塑性率 (BCJ-1)

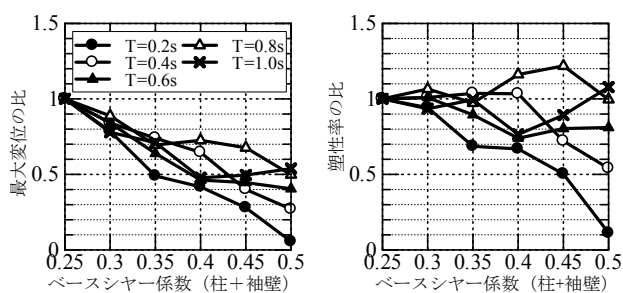


図 21 (i) と (ii) の最大変位の比 (BCJ-1)

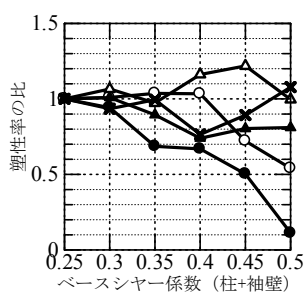


図 22 (i) と (ii) の塑性率の比 (BCJ-1)

(2) BCJ-2

BCJ-2 を入力した場合について、応答変位の観点から制振袖壁による応答低減効果について検討する。

図 23 には、横軸にベースシヤー係数を、縦軸に最大応答変位を示す。(i)には制振袖壁モデル、(ii)には袖壁無モデルの結果を示す。入力が大きくなり応答が大きい場合でも(1)で示した傾向と同様の傾向を示す。(i)より、制振袖壁のベースシヤー係数を大きくするに従い、応答変位は小さくなる傾向があることが分かる。(ii)から、袖壁無モデルの場合、耐力が大きくなっても応答変位はほぼ一定、もしくは若干の低減となり、(i)よりは低減の割合が小さいことが分

かる。

層間変形角 1/100 (応答変位 9.33cm) を基準として考えると、(i) 制振袖壁モデルの場合、固有周期 $T=0.2s$ 、 $T=0.4s$ の場合は制振袖壁を設けない場合でもそれを下回る。 $T=0.6s$ の場合は、制振袖壁のベースシヤー係数として 0.05 以上必要であり、 $T=0.8s$ の場合は、制振袖壁ベースシヤー係数として 0.15 以上必要となる。 $T=1.0s$ の時は 0.25 以上必要となる。(ii) 袖壁無モデルでは $T=0.8s$ と $T=1.0s$ のときは、解析した範囲で 1/100 以下にはならない。通常の 3 層の鉄骨造建物の固有周期は、0.3~0.4s 程度と思われるが、柱部の剛性がそれよりも小さく固有周期が長い場合でも、制振袖壁を設置することで 1/100 の変形に抑えられることを示すことができた。

図 24 に、(i) 制振袖壁モデルと (ii) 袖壁無モデルと、ベースシヤー係数 0.25 の袖壁無モデルの最大応答変位の比を示す。(i) と (ii) の比較から、(1) BCJ-1 の結果である図 19 とほぼ同様の傾向を示すが、(1) BCJ-1 の結果より固有周期によるばらつきが若干小さい。また、図 19 と図 24 を比較すると、固有周期による値の大小関係が変わっていることが分かる。図 26 に、図 21 と同様に、制振袖壁モデルと袖壁無モデルの最大応答変位の比を示す。横軸はトータルのベースシヤー係数である。ベースシヤー係数が大きくなるに従って、袖壁無モデルに比較して、制振袖壁モデルの方が最大応答変位が小さくできることが分かる。BCJ-2 の地震動に対しても柱のベースシヤー係数を増加させるよりも、同じ量のベースシヤー係数を増加させるのであれば、制振袖壁を設けた方が応答変位を小さくする上では効果があることが分かる。ただし、図 21 と比較すると、固有周期によってはばらつきが大きい。

図 25 には、縦軸を柱部の降伏変位で最大応答変位を基準化した塑性率を示す。当然ながら、値としては(1) BCJ-1 の結果より大きくなるものの、制振袖壁による低減効果の傾向としては(1) BCJ-1 の結果と同様である。図 27 に、図 22 と同様に、制振袖壁モデルと袖壁無モデルの塑性率の比を示す。塑性率でみると、固有周期によるばらつきも大きく、 $T=0.6s$ 、 $T=1.0s$ の時はベースシヤー係数が大きくなるに従い大きくなり、1 を超えている場合もある。

5. 2. 2 地震入力エネルギー

エネルギーの観点から地震応答低減効果について検討を行う。地震レベルごとに、制振袖壁付きモデルと袖壁無モデルの比較を行う。

(1) BCJ-1

図 28 に、横軸をベースシヤー係数、縦軸に入力エネルギーを示す。(i) の制振袖壁モデルについては、 $T=0.2s$ 、 $T=0.4s$ については、袖壁部ベースシヤー係数が大きくなるに従い、入力エネルギーが小さくなる傾向がある。そのほかの $T=0.6s$ 以上については、制振袖壁のベースシヤー係数による変化量は少ない。図 29(i) に、ベースシヤー係数が 0.25 の袖壁無の時の入力エネルギーで基準化した図を示すが、その傾向が明確に示されている。 $T=0.2s$ に対しては、袖壁ベースシヤー係数 0.2 の時は、最大変位は袖壁のひび割れ変位は超えているが降伏しておらず、0.25 の時はひび割れ変位も超えておらず、弾性の範囲応答になっている。

図 28(ii) には袖壁無モデルの地震入力エネルギーを示す。入力エネルギーは、質量と 1 次固有周期により安定した量になることは明らかにされているように、同じ固有周期の場合、ベースシヤー係数によらずほぼ一定の入力エネルギーの値となることが分かる。図

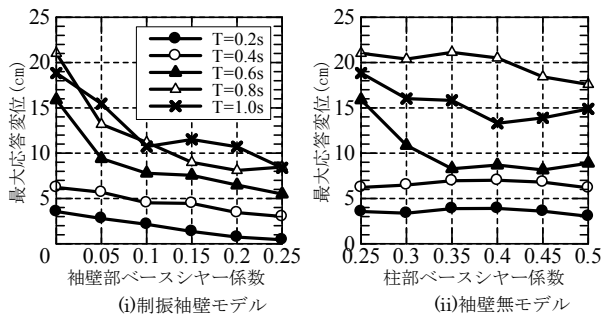


図 23 最大応答変位 (BCJ-2)

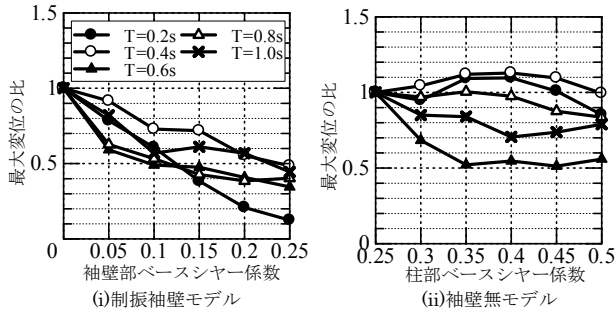


図 24 最大応答変位の比 (BCJ-2)

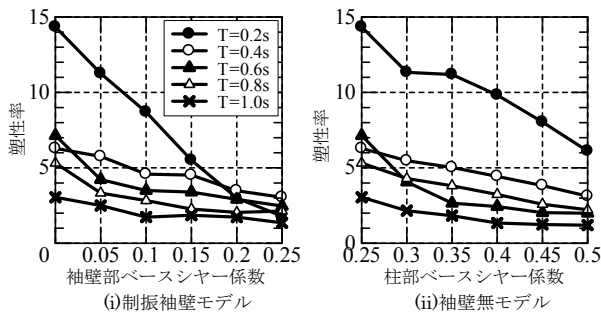


図 25 柱部の塑性率 (BCJ-2)

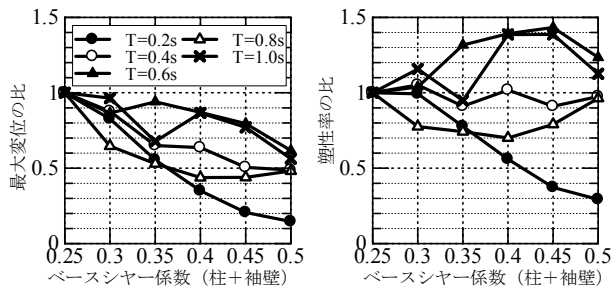


図 26 (i)と(ii)の最大応答変位の比 (BCJ-2)

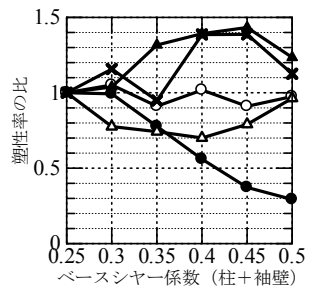


図 27 (i)と(ii)の塑性率の比 (BCJ-2)

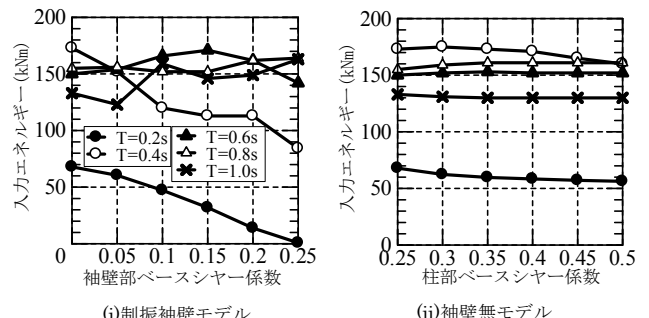


図 28 入力エネルギー (BCJ-1)

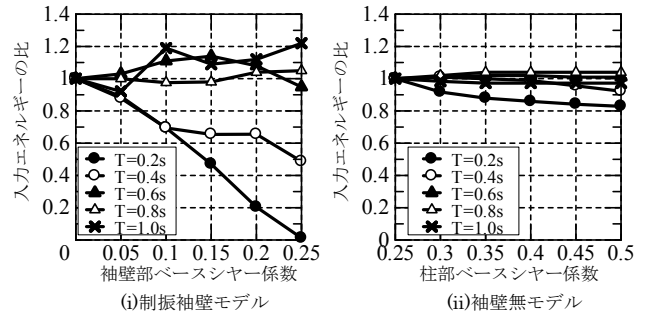


図 29 入力エネルギーの比 (BCJ-1)

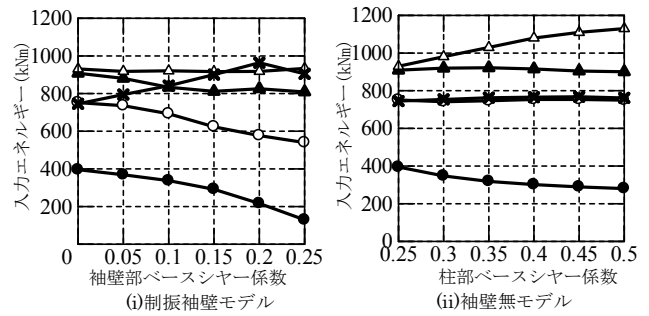


図 30 入力エネルギー (BCJ-2)

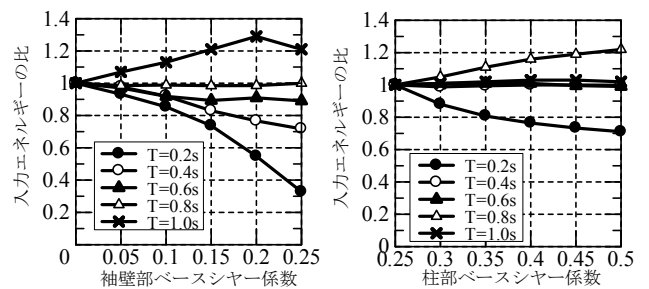


図 31 入力エネルギーの比 (BCJ-2)

29(ii)にベースシヤー係数が 0.25 の袖壁無の時の入力エネルギーで基準化した図を示す。固有周期によらずほぼ 1 に近い値となっており、ベースシヤー係数により入力エネルギーの変化は小さく、制振袖壁付きモデルと異なる傾向があることが分かる。

(2) BCJ-2

図 30 に (i) 制振袖壁モデルと (ii) 袖壁無モデルの入力エネルギーを示す。図 31 に袖壁無のベースシヤー係数 0.25 の時の値で基準化した比を示す。(i) 制振袖壁モデルの場合から、固有周期 $T=0.2s$ と $0.4s$ の場合は、袖壁のベースシヤー係数が大きくなるに従い入力

エネルギーが小さくなっており、固有周期 $T=1.0s$ のときは、大きな傾向があることが分かる。(ii) 袖壁無モデルでは、 $T=0.2s$ の時は、ベースシヤー係数が大きくなるに従い若干小さくなる傾向があり、 $T=0.8s$ の時は大きくなる傾向がある。そのほかについては、ほぼ一定の値となっている。(i) 制振袖壁モデルの方が、制振袖壁ベースシヤー係数による入力エネルギーの変化は大きい。

5. 2. 3 柱部履歴エネルギー

(1) BCJ-1

図 32 に、ベースシヤー係数ごとの柱部履歴エネルギーを示す。(i)

制振袖壁モデルと(ii)袖壁無モデルの結果を示す。(i)から袖壁ベースシヤー係数を大きくするに従い、柱部履歴エネルギーは小さくなっていくことが分かる。(ii)袖壁無モデルでも、ベースシヤー係数を大きくしていくと、柱部履歴エネルギーは小さくなる傾向はあるが、(i)制振袖壁モデルのほうが柱部履歴エネルギーは小さい。

図 33 に、柱部履歴エネルギーと入力エネルギーの比を示す。(i)(ii)ともに、ベースシヤー係数が大きいほどこの比は小さくなる傾向があるが、(i)制振袖壁で制振袖壁のベースシヤー係数を増加させることが入力エネルギーに対する柱部履歴エネルギーの割合を低減させる効果大きい。また、(i)(ii)とも固有周期が短いほど、こ

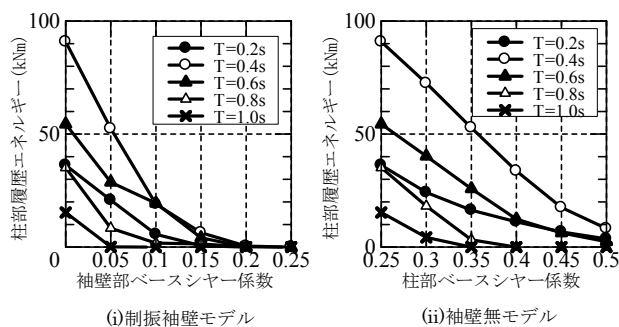


図 32 柱部履歴エネルギー (BCJ-1)

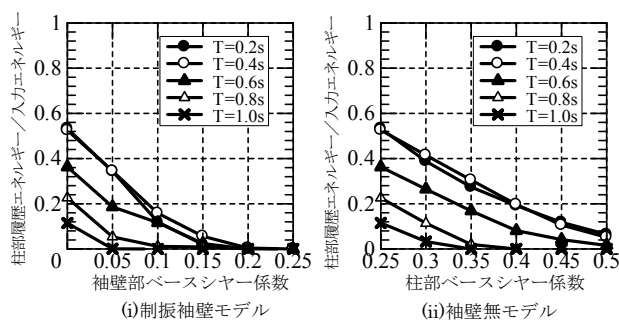


図 33 柱部履歴エネルギー／入力エネルギー (BCJ-1)

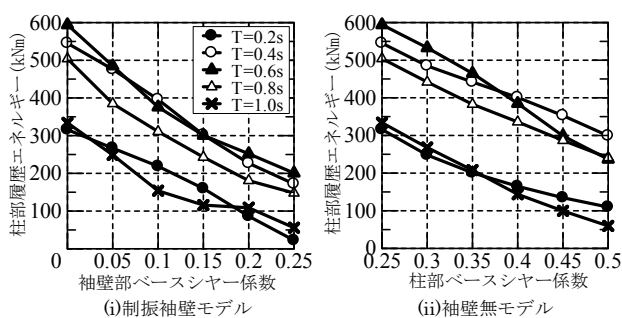


図 34 柱部履歴エネルギー (BCJ-2)

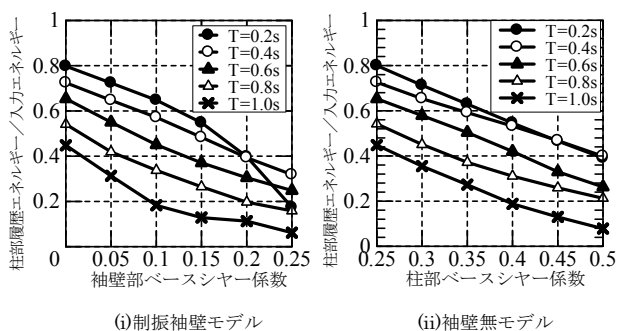


図 35 柱部履歴エネルギー／入力エネルギー (BCJ-2)

の値は大きい傾向がある。

(2) BCJ-2

図 34 に、ベースシヤー係数ごとの柱部履歴エネルギーを示す。(i)(ii)から、袖壁ベースシヤー係数、柱部ベースシヤー係数を大きくするに従い、柱部履歴エネルギーは直線的に小さくなっていくことが分かる。(i)(ii)を比較すると、(i)制振袖壁モデルの方が小さくなっている。

図 35 に柱部履歴エネルギーとそれぞれの入力エネルギーの比を示す。(i)の $T=0.2s$ で制振袖壁部のベースシヤー係数を 0.2 以上にするるとこの比の低下の割合は大きくなる。しかしながら、全体的にみると、(i)(ii)ともに、ベースシヤー係数が大きいほどこの比は直線的に小さくなる傾向があり、(i)(ii)の差は小さくほぼ同じ程度であるといえる。

すでに述べた応答変位、入力エネルギーとあわせて考えると、制振袖壁モデルと袖壁無モデルについて、柱履歴エネルギーは大きな違いが無いに関わらず最大応答変位は、制振袖壁モデルのほうが小さくなっていることが分かる。この要因として、制振袖壁モデルは、柔要素として考えられる柱部材の力学特性により応答の偏りが小さくエネルギー吸収するが、袖壁無モデルの場合は、応答の偏りが生じることで最大応答変位が大きくなることが考えられる。

5. 2. 4 袖壁部履歴エネルギー

(1) BCJ-1

図 36 に、制振袖壁モデルの袖壁履歴エネルギーを示す。図 37 に袖壁履歴エネルギーと入力エネルギーとの比を示す。図 32(i)、図 33(i)で示した柱部履歴エネルギーと比較すると、制振袖壁で大きなエネルギー吸収がされていることが分かる。また、5. 1. 2 で図 16、図 17 に示した弾性解析の結果とほぼ同様であり、本解析の範囲では、柱部の弾塑性、履歴吸収エネルギーの影響により制振袖壁部の履歴エネルギーの変化は小さい。

(2) BCJ-2

図 38 に、制振袖壁モデルの袖壁履歴エネルギーを示す。図 39 に袖壁履歴エネルギーと入力エネルギーとの比を示す。図 38 から、固有周期の長い方が袖壁履歴エネルギーが大きく、袖壁部ベースシヤー係数が大きくなるに従い、大きくなる傾向があることが分かる。図 39 に示す袖壁履歴エネルギーと入力エネルギーとの比は、固有周期により若干ばらつきはあるが、袖壁部ベースシヤー係数が大きくなるに従い直線的に大きくなる傾向を示している。図 37 と比較すると小さくなっている。袖壁部の復元力特性として、最大点指向型の特性を与えており、変形が大きい振動の繰り返しが多くなると、履歴ループ面積は小さくなることが要因であると考えられる。

6. まとめ

本研究では、低強度高靱性の特性を有するパネル部材を袖壁として用いた構造システムについての地震応答低減効果を検討するために、縮小模型による実験結果を示し、その結果を参考にした復元力特性を用いた建物モデルの地震応答解析を行い、固有周期、袖壁部のベースシヤー係数などについての影響について検討した。

本研究における解析の範囲において、以下のことを示した。

- 1) 制振袖壁を設置することにより、袖壁が無い場合と比較してごく一部のケースで応答変位が増加することもあるが、ほとんどのケ

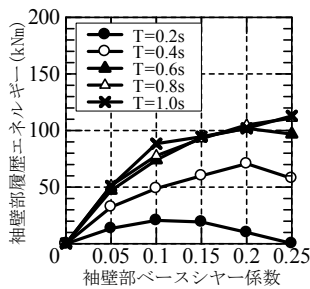


図 36 袖壁部履歴エネルギー (BCJ-1)

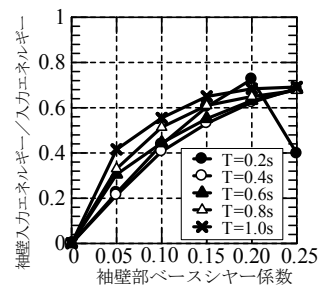


図 37 袖壁部履歴エネルギーと入力エネルギーの比 (BCJ-1)

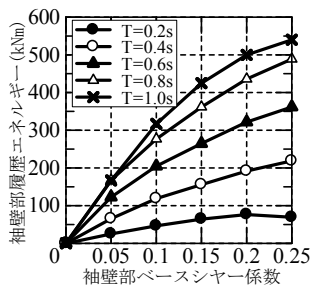


図 38 袖壁部履歴エネルギー (BCJ-2)

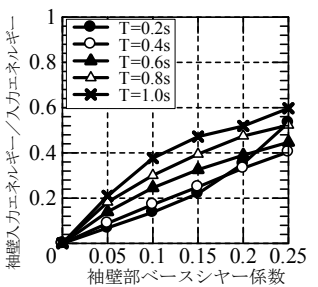


図 39 袖壁部履歴エネルギーと入力エネルギーの比 (BCJ-2)

ースで応答低減がされる。制振袖壁のベースシヤー係数が大きいほど応答変位の低減効果は大きくなる。BCJ-1、BCJ-2 の入力の大きさで比較すると、制振袖壁による応答変位の低減効果には大きな差は見られない。

- 2) 本論文の範囲で、制振袖壁モデルと袖壁無モデルで比較すると、トータルのベースシヤー係数が同じ場合には、制振袖壁モデルの方が最大応答変位が小さくできることを確認できた。
- 3) 柱部のベースシヤー係数を 0.25 とした 3 層のモデル建物に対して、柱部の固有周期が 0.8 s と柔らかい構造を仮定した場合でも、制振袖壁を設けることにより、BCJ-2 の入力地震動レベルに対して 1/100 の応答変位に抑えることができることが確認できた。
- 4) 柱部の固有周期が同じ場合、制振袖壁を設置することによる剛性や耐力の変化により、入力エネルギーが変化する。制振袖壁による応答低減は、剛性の上昇により入力エネルギーが低下する場合と制振袖壁の履歴エネルギー吸収の影響が大きい場合がある。制振袖壁部ベースシヤー係数を大きくするにしたがって、袖壁柱部履歴エネルギーは直線的に減少し、袖壁部履歴エネルギーは増加する。

今後の課題として、制振袖壁部のエネルギー吸収能力を向上させるため、制振パネルの改良と施工性も考慮に入れた接合部ディテールの改良を行い PCa パネル制振袖壁のスリップ性状や降伏耐力以降の制振袖壁の耐力低下についての改善することを考えている。また、実大レベルの試験体を用いた載荷実験を行い、構造的性状を確認する必要があると考えている。実験と並行して、FEM 解析などのシミュレーションを行っていく必要もある。また、本研究では、標準的な入力地震動のみを用いて解析を行ったが、制振袖壁による応答低減効果と入力地震動特性との関係について今後さらに検討し、制振袖壁による具体的な耐震設計法の作成につなげていく必要があると考えている。

謝辞

本論文をまとめるにあたり、福井大学教授小林克巳博士には貴重なご助言をいただきました。本研究は JSPS 科研費(課題番号 23760520 代表者 井上圭一)の助成により実施いたしました。本研究の遂行にあたり、元福井大学学生の小塚直人君と三輪裕城君の協力を得ました。ここに記し、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 太田外氣晴、座間信作：巨大地震と大規模構造物—長周期地震動による被害と対策一、共立出版、2005.9
- 2) 日本建築学会：やさしくわかる建物振動制御、2014.6
- 3) 原田幸博、秋山宏：エネルギー集中型剛混合骨組の耐震設計、日本建築学会構造系論文報告集、第 472 号、pp.57-66、1995.6
- 4) 秋山宏：耐震性能の多様化に対応した耐震設計、日本建築学会構造系論文報告集、第 472 号、pp.85-90、1995.6
- 5) 野村尚史、佐藤大樹、北村春幸、植木卓也、宮川和明：変形制御機構を組み込んだ柔剛混合構造におけるエネルギーの釣合に基づく応答予測法、日本建築学会構造系論文報告集、第 692 号、pp.1705-1713、2013.10
- 6) 北爪秀和、松崎育弘、中野克彦、八太伸幸：高靱性型セメント系複合材料を用いた制振デバイスの構造性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.25、No.2、pp.331-336、2003
- 7) 金子佳生、三橋博三、桐越一紀、下川博之：多段階破壊機構を有するエネルギー吸収壁—破壊機構及び構造性能に関する実験一、日本建築学会構造系論文報告集、第 594 号、pp.127-134、2005.8
- 8) 諏訪田晴彦、福山洋：高靱性セメント系複合材料を用いたダンパー部材のせん断耐力と変形能に影響を及ぼす要因に関する実験及び解析的検討、高靱性セメント系複合材料を用いたダンパー部材のせん断耐力と変形能に関する研究(その 1)、日本建築学会構造系論文報告集、第 612 号、pp.171-178、2007.2
- 9) Masato ISO, Ayato HOMMA, Katsumi KOBAYASHI : Idea of Hybrid Column with Energy Absorption Element、13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August, 2004, Paper No. 660
- 10) 村井一允、河崎真一郎、本間礼人、小林克巳：軽量コンクリートの高靱性化とその利用に関する研究：その 1～その 2、日本建築学会学術講演梗概集(東海)、1665-1666、2003.9
- 11) Keiichi INOUE, Katsumi KOBAYASHI, Masafumi ARAISHI : Structural characteristics of column with precast wing by absorption elements walls as energy absorption elements、15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, September, 2012, Paper No. 1784
- 12) 新石雅文、井上圭一、小林克巳：エネルギー吸収能力を有する袖壁パネル付き鋼構造物の構造特性評価、その 1～その 2、日本建築学会学術講演梗概集(東海)、21453-21454、2012.9
- 13) 井上圭一、小林克巳：高靱性パネルを袖壁に用いた建物モデルの地震エネルギー応答、日本建築学会学術講演梗概集(北海道)、21525、2012.8
- 14) 石山祐二、麻里哲広、井上圭一：構造特性係数の極値について—P-Δ 効果を考慮した 1 自由度モデルの解析一、日本建築学会構造系論文集 第 520 号、1999.6
- 15) 福田智里、井上圭一、小林克巳：高靱性パネル袖壁付き柱の構造特性に関する FEM 解析、日本建築学会北陸支部研究報告集、pp.156-159、2014.7
- 16) 一般社団法人日本建築センターWeb サイト：<http://www.bcj.or.jp/download/wave.html>